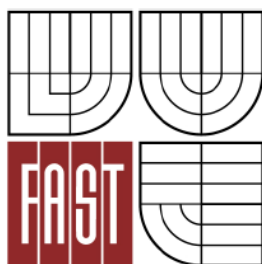




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH MOSTU PŘES ŘEKU

DESIGN OF THE BRIDGE OVER THE RIVER

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

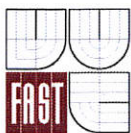
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. KLÁRA BÝČKOVÁ

VEDOUcí PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2016



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant Bc. Klára Býčková

Název Návrh mostu přes řeku

Vedoucí diplomové práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

Datum zadání diplomové práce 31. 3. 2015

Datum odevzdání diplomové práce 15. 1. 2016

V Brně dne 31. 3. 2015

.....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu



.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry.

Základní normy:

ČSN 736201 Projektování mostních objektů.

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí.

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou.

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Pro zadaný problém navrhnete dvě až tři varianty řešení a zhodnotíte je.

Podrobný návrh nosné konstrukce vybrané varianty mostu provedete podle mezních stavů únosnosti a použitelnosti včetně řešení vlivu výstavby mostu na jeho návrh.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje Průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresy (přehledné, podrobné a detaily v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

P3. Stavební postup a vizualizace

P4. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (3x), Popisný soubor závěrečné práce

Diplomová práce bude odevzdána 1x v listinné podobě a 1x v elektronické podobě na CD.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Cílem práce je navrhnout řešení nové mostní konstrukce z důvodu nevyhovujícího stávajícího přemostění oproti projektu rekonstrukce. Jsou vypracovány tři studie přemostění a vybraná varianta lichoběžníkové desky dále zpracována statickým posudkem. Konstrukce byla posuzována dle mezních stavů únosnosti a použitelnosti. Dílčí posudky byly provedeny pro kotevní systém, kotevní oblast, rozplet prutů a vrubové uložení konstrukce na podpěry.

Klíčová slova

Deskový most, zatížení mostů, předpjatý beton, předpínací systém, změny předpětí, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti, ohyb, smyk, kotvení, vrubový kloub

Abstract

The aim is to propose solutions to the new bridge construction due to its unsatisfactory compared to the existing bridge reconstruction project . There are three studies bridging and selected variant trapezoidal plate further processed static opinion. The design was judged by the ultimate limit states and usability. Partial assessments were made for the anchoring system, anchorage area , unravels notched bars and store design to support .

Keywords

Slab bridge, loading bridges, prestressed concrete, post-tensioning systém, ganges in prestressing, serviceability limit state, ultimate limit state , flexure, shear, anchoring, notched joint

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Klára Býčková *Návrh mostnu přes řeku*. Brno, 2016. 56 s., 286 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 15.1.2016

.....

podpis autora
Bc. Klára Býčková

Poděkování:

Zde bych ráda poděkovala vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Ladislavovi Klusáčkovi CSc. za odborné vedení, cenné rady, připomínky a hlavně podporu a pozitivní přístup v průběhu zpracování mé práce.

Dále bych ráda poděkovala své rodině za podporu a povzbuzení v mém dosavadním studiu a životě.

Děkuji



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

A. TEXTOVÁ ČÁST

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. KLÁRA BÝČKOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2016

OBSAH TEXTOVÉ ČÁSTI

1	ÚVOD.....	12
1.1	VARIANTY ŘEŠENÍ	12
1.1.1	1. Varianta - LICHOBĚŽNÍKOVÁ DESKA	12
1.1.2	2. Varianta - DVOUTRÁM.....	12
1.1.3	3. Varianta – JEDNOTRÁM	13
2	TECHNICKÁ ZPRÁVA	14
2.1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	14
2.1.1	Identifikační údaje stavby.....	14
2.1.2	Základní údaje o mostu	14
2.2	CHARAKTERISTIKA MOSTNÍHO OBJEKTU	15
2.2.1	Charakteristika převáděné komunikace	15
2.2.2	Charakteristika přemostňovaných překážek	16
2.2.3	Dotčené objekty	16
2.2.4	Geologické poměry	16
2.3	STAVEBNĚ-TECHNICKÉ ŘEŠENÍ.....	16
2.3.1	Nosná konstrukce mostu	16
2.3.2	Ložiska a mostní závěr	17
2.3.3	Mostní svršek	17
2.3.4	Spodní stavba.....	18
2.3.5	Založení.....	19
2.3.6	Odvodnění	19
2.4	MATERIÁLY, SYSTÉM PŘEDPĚTÍ	20
2.5	VYTYČENÍ KONSTRUKCE	21
2.6	ZEMNÍ PRÁCE	21
2.7	UKLÁDÁNÍ VÝZTUŽE.....	21
2.7.1	Betonářská výztuž	21
2.7.2	Předpínací výztuž	22
2.8	ÚPRAVA OKOLÍ MOSTU	22

2.9	GEOTECHNICKÉ ZAMĚŘENÍ A ZKOUŠKY MOSTU	22
2.9.1	Geodetické sledování během výstavby	22
2.9.2	Zatěžovací zkouška	23
2.10	NETECHNICKÉ ÚDAJE	23
2.10.1	Bezpečnost práce	23
2.10.2	Požadavky na přesnost	23
2.10.3	Péče o životní prostředí	24
3	PRŮVODNÍ ZPRÁVA STATICKÝM VÝPOČTEM	25
3.1	ÚVOD	25
3.2	ZATÍŽENÍ	25
3.2.1	Zatížení stálá	26
3.2.2	Zatížení proměnná	26
3.3	VÝPOČTOVÝ MODEL	28
3.4	VNITŘNÍ SÍLY, KOMBINACE	29
3.5	MATERIÁLY	29
3.6	KRYTÍ VÝZTUŽE	31
3.7	NÁVRH PŘEDPĚTÍ	31
3.7.1	Charakteristika předpínacího systému	31
3.7.2	Návrh předpínací síly a počtu kabelů	31
3.8	ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ	33
3.8.1	Krátkodobé ztráty	34
3.8.2	Dlouhodobé ztráty	34
3.8.3	Rekapitulace ztrát předpětí	36
3.9	MSP – MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	37
3.9.1	OMEZENÍ NAPĚTÍ	37
3.10	MSÚ – OHYBOVÝ MOMENT	43
3.10.1	PODÉLNÝ SMĚR	43
3.10.2	PŘÍČNÝ SMĚR	44
3.10.3	REKAPITULACE	46
3.11	MSÚ – POSOUVAJÍCÍ SÍLA	46
3.11.1	PODÉLNÝ SMĚR	46
3.11.2	PŘÍČNÝ SMĚR	47



3.12	POSOUZENÍ KOTEVNÍ OBLASTI.....	47
3.12.1	OBLAST POD KAŽDOU KOTVOU.....	47
3.12.2	OBLAST POVRCHU ČELA PRVKU.....	48
3.13	VÝZTUŽ PROTI RADIÁLNÍM SILÁM ROZPLETU.....	48
3.14	VRUBOVÝ KLOUB	48
3.14.1	PŮSOBENÍ REAKCE	49
3.14.2	PŮSOBENÍ POSOUVAJÍCÍ SÍLY	49
3.15	ULOŽENÍ KONSTRUKCE NA OPĚRY	50
3.15.1	LOŽISKA.....	50
3.15.2	PŘÍČNÍK	50
3.16	DILATACE KONSTRUKCE	50
3.17	ZÁVĚR PRŮVODNÍ ZPRÁVY STATICKÝM VÝPOČTEM	51
4	ZÁVĚR TEXTOVÉ ČÁSTI.....	53
5	POUŽITÁ LITERATURA	54
6	SEZNAM PŘÍLOH.....	56

1 ÚVOD

Cílem této diplomové práce je navrhnout novou konstrukci mostu k variantě rekonstrukce, která byla realizována. Stávající most se nenachází v obci Ústí u města Vsetín. Jedná se o most na okraji obce překonávající řeku Valašská Bečva a zároveň přilehlou cyklostezku. Rekonstrukce mostu byla realizována z důvodů nevyhovující úrovně uložení mostu nad hladinou stoleté vody. Návrh proto potřebuje nosnou konstrukci malé konstrukční výšky.

Stávající niveleta je vedena jak v půdorysném, tak výškovém oblouku.

Práce zahrnuje celkový pohled na návrh silničního mostu. Zabývá se rozbořem zatížení, návrhem předpjetí a posouzením konstrukce jako celku. Výsledkem práce by mělo být komplexní zhodnocení návrhu nosné konstrukce mostu.

1.1 VARIANTY ŘEŠENÍ

Dle poskytnutých podkladů se zpracovaly tři návrhy v rozsahu studie :

1.1.1 1. *Variantá - LICHOBĚŽNÍKOVÁ DESKA*

Nosná konstrukce je tvořena dodatečně předepjatou lichoběžníkovou deskou. Celková šířka desky je 12,0 m. Konstantní středová část je v šířce 5,0 m, zkosení je pak na délce 3,5 m. Tloušťka desky je v konstantní části 0,65 m. Příčný řez je ve sklonu 4,0 %.

Pole jsou navrženy v rozpětích 15,275 m, 22,055 m a 15,275 m. Deska je v podélném směru konstantní, bez náběhů. Nosná konstrukce je podepřena na opěrách na elastomerové ložiska, v polích je pak na pilíře uložena přes vrubové klouby.

Průřez je vhodný ze statického i estetického hlediska, splňuje požadavky na malou konstrukční výšku. Varianta je vybrána pro další řešení.

1.1.2 2. *Variantá - DVOUSTRÁM*

Nosnou konstrukci tvoří dodatečně předepjatý dvoutrám, kdy jsou trámy navrženy v osové vzdálenosti 5,0 m. Trámy jsou řešeny jako náběhované nosníky. V podporových řezech je navržena výška trámu 1,3 m, v polích pak 0,8 m. Šířka trámu je 0,45 m. Trámy jsou spojeny deskou o celkové šířce 12,0 m. Mezi trámy má deska tloušťku 0,5 m, konzoly jsou pak postupně náběhovány do tloušťky 0,3 m.

Konstrukce je v podélném směru řešena jako spojitá konstrukce o třech polích a šikmými podpěrami tuze spojenými s nosnou konstrukcí. Pole jsou navrženy v rozpětích 15,275 m, 22,055 m, 15,275 m. Šikmé stojky jsou do trámů vetknuty pod úhlem 120°.



Varianta dvoutrámu nebyla vybrána pro další řešení především z důvodů velké konstrukční výšky a pracnosti provádění.

1.1.3 3. Varianta – JEDNOTRÁM

Nosná konstrukce varianty je dodatečně předepjatý jednotrám. Šířka trámu je 4,0 m. Délka vyložení konzol je 3,6 m, kdy neménší tloušťka konzoly je 0,3 m.

V podélném směru je konstrukce navržena konstantní o třech polích v rozpětích 15,275 m, 22,055 m, 15,275 m. Konstrukce je uložena na opěrách na elastoperové ložiska a v polích na obdelníkových pilířích. V podpoře je navržen jeden pilíř s rozšiřující se hlavou pro uložení na dvojici ložisek.

Varianta jednotrámu je estetické i ekonomické řešení, ale z důvodu omezené konstrukční výšky není plně využito výhod jednotrámu a varianta nebyla vybrána pro další řešení.



2 TECHNICKÁ ZPRÁVA

2.1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

2.1.1 Identifikační údaje stavby

Název stavby :	-
Název mostu:	Most přes řeku Bečvu - Ústí
Druh stavby:	Novostavba
Objednatel	doc. Ing. Ladislav Klusáček CSc.
Investor:	-
Správce objektu:	-
Projektant:	Bc.Klára Býčková U Trojáku 4585, Zlín 760 05 Email: ByckovaK@study.vutbr.cz
Místo stavby:	sil. I/57 , Ústí u Vsetína
Katastrální území:	Ústí u Vsetína, k.ú. 774847
Kraj:	Zlínský
Kategorie komunikace:	S 9,5/50
Překračované překážky:	řeka Valašská Bečva cyklostezka
Křížení:	řeka Valašská Bečva bod křížení km 0,056 88 úhel křížení 68°

2.1.2 Základní údaje o mostu

Druh mostu:	Silniční most
Převáděná komunikace:	Pozemní komunikace, S9,5/50
Překračovaná překážka:	řeka Valašská Bečva Cyklostezka Bečva
Charakteristika mostu:	Spojité deskový jednopodlažní most o třech polích s horní mostovkou, nepohyblivý, z předpjatého betonu, betonovaný na pevné skruži.
Členitost nosné konstrukce:	Plnostěnná
Konstrukce uspořádání příčného řezu:	Otevřená

Volná výška pod mostem:

- Pole 1 – opěra 1	1,99 m
- Volná výška nad hladinou	4,943 m
- Pole 2 – opěra 2	1,784 m

Délka mostu:	60,196 m
Délka přemostění:	52,605 m
Délka nosné konstrukce v ose:	53,305 m
Rozpětí polí v ose:	15,275 m, 22,055m, 15,275m

Šikmost mostu:	levá
Šířka mostu:	12,6 m
Šířka nosné konstrukce:	12,0 m
Šířka komunikace:	9,5 m
Šířka chodníku na římse:	0,75 m

2.2 CHARAKTERISTIKA MOSTNÍHO OBJEKTU

2.2.1 Charakteristika převáděné komunikace

Most je navržen pro převedení komunikace I. třídy kategorie S9,5. Komunikace je vedena jak ve směrovém oblouku $R = 394$ m, tak ve výškovém oblouku $R = 3400$ m.

Příčný sklon komunikace je 4,0 %. Příčné uspořádání převáděné komunikace je:

	Jeden směr	Σ
Jízdní pruh	$a = 3,50$ m	7,00 m
Vodící proužek	$v = 0,25$ m	0,50 m
Zpevněná krajnice	$c = 0,50$ m	1,00 m
<u>Nezpevněná krajnice</u>	<u>$e = 0,50$ m</u>	<u>1,00 m</u>
		bp = <u>9,50 m</u>

Dále je na mostě převáděna komunikace pro pěší. Chodníky jsou navrženy oboustranné na vyvýšených římsách se sklonem 2,0 % směrem k vozovce. Příčné uspořádání římsy je:

Základní šířka průchozího prostoru	0,75 m
------------------------------------	--------



Bezpečnostní odstup	0,50 m
Místo pro zábradlí	0,10 m
Bezpečnostní prostor za zábradlím	0,20 m
<hr/>	
bř =	1,55 m

2.2.2 Charakteristika přemost'ovaných překážek

Most převádí komunikace přes řeku Vsetínská Bečva, která má v místě křížení koryto široké 18,055 m. Komunikace kříží řeku pod úhlem 68°.

Most také překonává cyklostezku o šířce 3,252 m, 16,6 m od osy řeky. Cyklostezka je na pravé straně toku řeky. Niveleta komunikace kříží cyklostezku pod úhlem 74°.

2.2.3 Dotčené objekty

Silnice I/57

Cyklostezka Bečva

2.2.4 Geologické poměry

Geologický průzkum v místě nebyl proveden.

Místo spadá do geologického regionu Západních Karpat. Dle polohy podloží v místě tvoří třetihorní usazené horniny alpsky zvrásněné – pískovce a břidlice.

2.3 STAVEBNĚ-TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

2.3.1 Nosná konstrukce mostu

Konstrukce mostu navržena jako spojitá desková konstrukce z předpjatého betonu o třech polích 15,275 m, 22,055 m a 15,275 m. Nosná konstrukce přesahuje osu uložení o 350 mm. Délka nosné konstrukce je tedy 53,305 m v ose komunikace. Konstrukce je navržena v podélném směru konstantní, bez náběhů. Most je v půdorysném oblouku 394 m a výškovém oblouku 3400 m. Konstrukce je navržena s šikmými čely, které jsou rovnoběžné s osou přemost'ované řeky.

Deska je navržena v příčném řezu jako lichoběžníková, která má základní tloušťku 0,65 m v šířce 5,0 m. Deska je zkosena na délce 3,5 m. Na koncích desky je navržen rozměr 300 mm. Změna tloušťky v krajních částech příčného řezu je provedena lineárně.

Šířka nosné konstrukce je 12,6 m a je dána šířkovým uspořádáním komunikace a říms. Šířka převáděné komunikace je 9,5 m. Oboustranné římsy jsou navrženy v šířce 1,55 m a přesahují nosnou konstrukci o 0,3 m.

Horní líc konstrukce kopíruje spád komunikace 4,0% a spád říms 2,0%, který je směrem k vozovce. Spodní líc pak v místě konstantní tloušťky 650 mm rovnoběžný s horním.

Konstrukce je na opěrách opatřena podporovými příčnicí s vodorovnou spodní plochou zajišťující vodorovnou plochu pro uložení na ložiska.

Nosná konstrukce je navržena z betonu třídy C35/45 v třídě prostřední XD1

2.3.2 Ložiska a mostní závěr

Mostní konstrukce je uložena na sérii ložisek na obou opěrách. Ložiska jsou navržena jako vrstvená elastomerová umožňující pohyb. Ložiska jsou navržena dle sortimentu firmy Helmos. Na každé opěře je navrženo 6 ložisek. Ložiska jsou navržena jako všesměrná. Výška ložiska je navržena 52mm, půdorysné rozměry 200x250 mm.

Na podpěrách je uložení navrženo pomocí vrubových kloubů o šířce krčku 200 mm a výšce spáry 20 mm. Kloub je navržen jako liniový po celé délce podpěry.

Mostní závěr je navržen jako kobercový typu EUROFLEX M45U, firmy RW primo, umožňující dilatační pohyby $\pm 22,5$ mm, výšky 32 mm a šířky 269 mm. Dilatační spára je navržena v hodnotě 28 mm.

2.3.3 Mostní svršek

2.3.3.1 Vozovkové souvrství

Na mostě je navržena netuhá třívrstvá skladba:

ACO 11 modifikovaný	40 mm
ACP 16+ modifikovaný	40 mm
LAJ	25 mm
NAIP	5 mm

hv = 110 mm

2.3.3.2 Římsy

Na nosné konstrukci jsou zřízeny oboustranné mostní římsy. Jsou navrženy jako monolitické z betonu třídy C30/37, třídy prostředí XF4. Římsy mají celkovou šířku 1,55 m, kdy přesah přes NK činí 0,3 m. Šířku římsy tvoří prostor bezpečnostního odstupu od komunikace 250 mm, základní šířka průchozího prostoru 750 mm a šířka pro umístění zábradlí 300 (100 mm pro konstrukci zábradlí, 200 mm prostoru za zábradlím). Římsy jsou navrženy ve sklonu 2,0 %. Výška římsy je navržena v hodnotě 0,2 m na vnitřní straně. Vnitřní hrana římsy je po výšce ve sklonu 5:1. Vnější hrany jsou zkoseny 15/15, vnitřní hrana 30/30.

Spodní plocha přesahující části je opatřena okapním nosem a je ve sklonu 4,0% ke konstrukci.

2.3.3.3 Mostní vybavení

Do vybavení patří ocelové zábradlí se svislou výplní, umístěné na římsách na vnější hraně. Výška zábradlí je navržena v hodnotě 1,1 m nad úrovní hrany římsy. Nosné stojky zábradlí jsou v osových vzdálenostech 1,9 m. Průměr madla je 102 mm.

2.3.4 Spodní stavba

2.3.4.1 Opěry

Spodní stavba je tvořena masivními opěrami z betonu C30/37 stupně prostředí XD2. Rozměry opěry byly voleny tak, aby osa uložení procházela středem základového pasu, do kterého je dřík vetknut. Šířka se odvíjí od velikosti ložiska a jeho uložení, na velikosti závěrné zídky a dilatační spáry. Tloušťka dříku je navržena v hodnotě 1,055 m.

2.3.4.2 Podpěry

Podpěry jsou navrženy jako sloupové s vrubovým spojením s nosnou konstrukcí a vetknutím do pilotové hlavy. Podpěry jsou umístěny v konstantní části desky. Jsou voleny dvě v jednom řezu rovnoběžném s osou řeky. Průřez stojky je obdélníkový 0,6 / 1,0 m. Podpěra je navržena z betonu C30/37 XD2.

2.3.4.3 Mostní křídla

Mostní křídla jsou navržena jako zavěšená v rozměrech dle základních konstrukčních požadavků. Křídlo kopíruje svým tvarem svah o sklonu 1:1,25, při hloubce zapuštění pod úroveň terénu 0,8 m. Křídlo přesahuje vyústění svahu na úroveň komunikace o 0,75 m. Šířka mostního křídla je navržena 450mm. Mostní křídla jsou z betonu C30/37.

2.3.4.4 Úložný práh a závěrná zídka

Úložný práh je navržen v minimální tloušťce 0,45 m v místě odvodnění. Horní sklon úložného prahu je 4% k rubu opěry, kde je zřízen žlábek z pvc trubky pro odvod vody.

Závěrná zídka je vetknutá do úložného prahu. Je provedena v tloušťce 0,3. Úložný práh i závěrná zídka jsou provedeny z betonu C35/45.

2.3.4.5 Podložiskový blok

Podložiskový blok je řešen v závislosti na ložisku. Půdorysné rozměry bloku přesahují ložisko o hodnotu 80 mm. Rozměr podložiskového bloku je 360/410 mm. Výška je proměnná vzhledem k uložení na úložný práh ve sklonu 4%. Horní plocha bloku je rovinná a blok spolu s ložiskem blok tvoří pod úrovní nosné konstrukce místo pro revizi v minimální hodnotě 150 mm.

2.3.4.6 Přejížděvací oblast

Přejížděvací oblast je navržena s přejížděvací deskou délky 5 m o tloušťce 260 mm. Šířka desky je navržena na šířku mezi římsami. Horní sklon desky je navržen 1:10. Deska je uložena na závěrnou zídku kloubově a izolována jednou vrstvou asfaltových pásů. Pod deskou je provedena vrstva podkladního betonu C12/15 v tl. 50 mm.

Pod deskou je navržen přejížděvací klín ze zhutněného štěrkopísku. Přejížděvací klín je navržen do $\frac{1}{2}$ výšky opěry a je spádován sklonem 1:10 do úrovně stavební jámy.

2.3.5 Založení

2.3.5.1 Opěry

Opěry jsou vetknuty do základového pasu na délku opěry. Základový pás je z betonu třídy C20/25 o rozměru šířky 1,315 m a výšce 0,5 m. Pod základem je vrstva podkladního betonu tl. 150 mm z betonu třídy C12/15. Podkladní beton přesahuje základový pás o 150 mm.

2.3.5.2 Podpěry

Každá podpora je založena na skupině 4 vrtaných velkopřůměrových pilot průměru 900 mm z betonu C20/25. Piloty jsou navrženy v minimálních osových vzdálenostech 1350 mm. K roznosu zatížení z podpěr je navržena pilotová hlava půdorysných rozměrů 2,65 / 2,65 m. Výška hlavy je 825 mm. Pod hlavou je vrstva z podkladního betonu tl. 15 mm z betonu C12/15.

2.3.6 Odvodnění

2.3.6.1 Odvodnění komunikace na mostě

Odvodnění komunikace je řešeno příčným sklonem vozovky k odvodňovacímu proužku šířky 500 mm dle příčného sklonu. Odvodňovací proužek je v podélném sklonu komunikace. V poli 1 kopíruje sklon komunikace a je vyústěn na terén, v poli 2 je navržen se střechovitým

sklonem k odvodňovačům. Ve třetím poli odvodnění povrchu zajišťuje podélný sklon komunikace. Osa odvodnění (nejnižší místo horní plochy nosné konstrukce) je navržena u vnitřní hrany římsy. Odvodňovací systém je navržen od firmy ACO Stavební prvky spol. s r.o. Vpusti jsou navrženy třídy Multipop typu HSD-5 o rozměru 500X500, třídy D400 se svislým svodem. Vpusti jsou navrženy v průřezu kolmo k podporovým stojkám. Odvodňovací potrubí je pak navrženo ACO Bridge pipe ϕ 150 mm. Svodné potrubí je vedeno kolmo od vpusti ke sloupu. U paty sloupu pak vyústí na zpevněnou plochu koryta řeky.

2.3.6.2 Odvodnění povrchu izolace

K odvedení vody z povrchu izolace mimo nosnou konstrukci jsou navrženy trubky procházející svisle nosnou konstrukcí, které lícují s jejím spodním povrchem. Průměr trubky 50 mm. Nad trubicí bude na šířku odvodňovacího proužku 500 mm a délku 300 mm v tloušťce 25 mm provedena vrstva z plastbetonu.

2.3.6.3 Odvodnění prostoru za opěrami

Prostor za opěrami je odvodněn flexibilními perforovanými trubicí ϕ 200 mm, které jsou uloženy v žebří šířky 0,6 m v příčném spádu 3%. Sklon zajišťuje podkladní beton minimální tloušťky 100 mm. Trubka je opatřena ochrannou vrstvou a zasypána zhutněným štěrkokopískem. Drenážní systém je navržen na vlastním základu do úrovně základu opěry. Vývod drenáže je navržen prostupem v opěře.

2.3.6.4 Odvodnění úložného prahu

Odvodnění úložného prahu je řešeno sklonem 4 % k rubu opěry, kde je zřízen žlábek z 1/2 PE trubky.

2.4 MATERIÁLY, SYSTÉM PŘEDPĚTÍ

Beton

Nosná konstrukce , úložný práh, závěrná zídka

C35/45, XD1

Opěry, Podpěry

C30/37, XD2

Římsy

C30/37, XF4

Základy

C20/25, XF1

Piloty

C20/25, XA2

Betonářská výztuž



B500B ($f_{ck} = 500 \text{ MPa}$, $E_c = 200 \text{ GPa}$)

Předpínací systém

VSL 0,6'' - Y1680 S7-15,2-A, sedmidrátová lana s nízkou relaxací
($f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, $f_{p01k} = 1670 \text{ MPa}$, $E_p = 195 \text{ GPa}$)

Kabelové kanálky

Trubky z tenkého plechu s drápkovým spojem $\phi 55/62$, systém VSL

2.5 VYTYČENÍ KONSTRUKCE

Vytyčení objektu se provede v systému S-JTSK a ve výškovém systému B.p.v.

2.6 ZEMNÍ PRÁCE

Do zemních prací se po provedení demolice počítá provedení pracovní jámy na úroveň základové spáry se sklonem svahů 1:1,25. Svahování stavební jámy vedeme vždy 0,5 m od hrany základu. Vytěžená zemina se zpětně použije na zásyp jam a terénní úpravy kolem podpěr. Přebytková výkopová zemina se odveze na nejbližší skládku dle typu. Dále zemní práce zahrnují provedení vrtů pro piloty. Piloty jsou navrženy jako CFA piloty o průměru 900 mm. Vrtý pro piloty jsou budovány bez výpažnic po odčerpání vody.

2.7 UKLÁDÁNÍ VÝZTUŽE

2.7.1 Betonářská výztuž

Podélná betonářská výztuž je v konstrukci navržena rovnoběžně s osou konstrukce. Příčná výztuž je kladena rovnoběžně s uložením konstrukce.

Výztuž horního povrchu kopíruje horní tvar NK.

Smyková výztuž je navržena v podobě spon $\phi 8 \text{ mm}$

Krytí hlavní betonářské výztuže je navrženo v minimální hodnotě 58 mm. Krytí třmínků je 50 mm.

2.7.2 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž je navržena v systému VSL. Kabely jsou vedeny v ocelové trubce z tenkého plechu s drápkovým spojem. Kabely jsou kotveny pomocí kotev VSL – EC, přes které je provedeno injektážní napojení. Drenážní napojení je v nejnižších bodech vedení kabelu v polích, odvzdušňování je řešeno nad podporami. K injektáži kabelů je použita cementová malta. Pro napínání je použit napínací lis ZPE 12St2 II. Vedení předpínací výztuže je zajištěno vodícími stoličkami umístěných v konstrukci tak, aby vzdálenost mezi nimi nepřesahovala 1,0 m. Předpínání kabelů je navrženo ve dvou fázích. V první fázi ($t_0 = 10$ dní od betonáže) je napnuto 14 kabelů – tři kabely nad oběma podporami a všechny kabely z vnitřního pásu. Zbytek kabelů je dopnut po vnesení ostatního stálého zatížení na konstrukci.

Krytí předpínací výztuže je nenavrženo 75 mm.

2.8 ÚPRAVA OKOLÍ MOSTU

Koryto řeky bude zpevněno lomovým kamenem tl. 250 mm do betonu tl. 150 mm a tato úprava je dovedena až k opěrám mostu. Pata svahu koryta bude zpevněna štěrkem 1,0/1,0 m a štěrk pokryje i dno řeky tl. 500 mm. Půdorysně úprava přesahuje konstrukci mostu min. 400 mm.

Pro revizi a údržbu je most přístupný na pravém břehu z přilehlé cyklostezky a na levém břehu je příznivé svahové řešení na povodní straně, proto k přístupu pod most při revizích nenavrhujeme schody po svahu.

2.9 GEOTECHNICKÉ ZAMĚŘENÍ A ZKOUŠKY MOSTU

Vytyčení bude provedeno v souřadném systému S-JTSK a ve výškovém systému B.p.v. pomocí vytyčovacích bodů osazených na konstrukci.

2.9.1 Geodetické sledování během výstavby

Sledování svislých a vodorovných posunů bude provedeno, zejména po význačných fázích, zejména po betonáži nosné konstrukce, po dosypání zásypů, při provádění zatěžovací zkoušky (před a po). Měření bude podkladem pro výpočet křivky sedání v čase a poklesu podpěr. Přesnost měření je ± 1 mm. Dále bude provedeno sledování posunů objektu hostince, který je přímo dotčen výstavbou.

2.9.2 Zatěžovací zkouška

Zatěžovací zkouška bude provedena dle normy ČSN 73 6209.

2.10 NETECHNICKÉ ÚDAJE

2.10.1 Bezpečnost práce

Předpisy

- Nařízení vlády č. 591/2006 o bližších minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích
- Ustanovení bezpečnosti práce ze zákoníku práce č. 262/2006 Sb.

Předpisy budou aplikovány na podmínky dané konstrukce s přihlédnutím k pracím ve výškách, manipulaci s břemeny a práci pro svařování plamenem a řezání kyslíkem.

Pracovníci musí být řádně seznámeni a proškoleni s danými předpisy a dodavatel toto prokáže zápisem. Je nutné používat dané ochranné pomůcky.

Staveniště řádně ohraničeno a bude zabezpečeno proti vniku nepovolaných osob. Dále budou osazeny výstražné tabulky se zákazem vstupu těchto osob.

Je zakázáno pohybovat se v blízkosti zavěšeného břemene.

Staveniště bude během výstavby zpřístupněno záchranným složkám.

2.10.2 Požadavky na přesnost

Přípustné tolerance provedení tvaru nosné konstrukce

Směrově : 10 mm

Výškově : 5 mm

Přípustné tolerance umístění ložisek

Směrově : 20 mm

Výškově : 10 mm

Při realizaci horního líce musí být maximální nerovnost 5 mm, aby se předešlo použití vyrovnávacího betonu pod izolační souvrství vozovky.

Přesnost provádění se stanoví dle norem ČSN 73 0202/1995 Geometrická přesnost ve výstavbě. Základní ustanovení a ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí.



2.10.3 Péče o životní prostředí

Při realizaci všech prací při výstavbě je nutné dodržovat hygienické předpisy a volit pracovní postup tak, aby byl maximálně šetrný k okolní krajině. Je nepřípustné dopustit znečištění okolní krajiny a vzhledem k výstavbě přes řeku je zejména nutné dbát na únik nebezpečných látek do potoka. V okolí staveniště není dovoleno zanechávat odpad a při znečištění okolních komunikací při výjezdu mechanismů ze staveniště je dodavatel povinen zajistit čištění. Hlučné práce vzhledem k poloze stavby budou realizovány mezi 7:00 a 21:00 hodinou.

3 PRŮVODNÍ ZPRÁVA STATICKÝM VÝPOČTEM

3.1 ÚVOD

Statický výpočet vybrané varianty lichoběžníkové desky šířky nosné konstrukce 12,0 m se sklonem 4,0 % o třech polích v rozpětích 15,275 m, 22,055 m a 15,275 m byl proveden ve dvou fázích – fázi návrhu a posudku.

Ve fázi návrhu bylo řešeno zatížení na deskový model, sestavy zatížení a kombinace a dále pak návrh předpětí. Návrh předpětí se provedl pomocí vyrovnání účinků stálých zatížení.

Model byl řešen v programu Scia Engineer pomocí plošných prvků, skořepin.

V druhé fázi, posudku, se pak navržená varianta posoudila na ztráty předpětí, mezní stav použitelnosti a únosnosti.

Tato průvodní zpráva shrnuje výsledky statického výpočtu jednotlivých posudků. Jsou zde uvedeny výchozí hodnoty pro výpočet, základní postup výpočtu a shrnuté výsledky. Podrobnější postup výpočtu, použité vzorce a jednotlivé mezivýsledky jsou v části P.4.2 Statický výpočet.

3.2 ZATÍŽENÍ

Konstrukce byla zatížena stálým zatížením a zatížením proměnným. Do stálých zatížení patří zatížení vlastní tíhou, tíhou monolitických říms, konstrukcí vozovky a zábradlím umístěným na římsách. Do proměnných zatížení se uvažovalo zatížení dopravou. Zatížení teplotou a větrem bylo uvažováno v relativních případech.

Zatížení bylo řešeno v programu Scia engineer. Kontrola byla provedena přes součet reakcí porovnáním s ručním výpočtem.

Statický výpočet se provedl dle platných norem.

ČSN EN 1991-1-1 (730035)

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-2 (736203)

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1991-1-4

Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Zatížení teplotou



ČSN EN 1991-1-5

3.2.1 Zatížení stálá

3.2.1.1 Zatížení vlastní tíhou

Stálé zatížení je generováno programem scia engineer.

3.2.1.2 Zatížení ostatním stálým zatížením

3.2.1.2.1 Římsy

Zatížení betonovými monolitickými římsami je dané plochou příčného řezu. Ve výpočtovém programu bylo aplikováno na dotykovou plochu římsy a nosné konstrukce.

$$g_r = \underline{11,4 \text{ kN/m}^2 / 1 \text{ římsa}}$$

3.2.1.2.2 Vozovka

Zatížení skladbou vozovky o celkové tloušťce 110 mm. Zatížení bylo aplikováno na celou šířku nosné konstrukce mezi betonovými římsami.

$$g_{\text{voz,sup}} = \underline{3,53 \text{ kN/m}}$$

3.2.1.2.3 Vybavení mostu

Do vybavení mostu patří boustranné mostní zábradlí. Zatížení se zavedlo do programu v místě zábradlí na betonových oboustranných římsách.

$$g_{\text{vybavení}} = \underline{1,00 \text{ kN/m}}$$

3.2.2 Zatížení proměnná

3.2.2.1 Zatížení od dopravy

Zatížení od dopravy se obecně na deskovém modelu roznáší do střednicové roviny. Roznos se provedl pod úhlem 45° z určující dotykové plochy kola na povrchu vozovky dle typu zatížení.

3.2.2.1.1 MODEL ZATÍŽENÍ 1 (LM1)

Soustředné zatížení LM1 o nápravové síle dle zatěžovacího pruhu a třídy komunikace působí v osových vzdálenostech 2,0 / 1,2 m, na dosedací ploše 0,4 / 0,4 m. Dvounápravu uvažujeme v ose pruhu. Dvounápravy se umístili do zatěžovacích pruhů tak, aby vyvolala nejnepříznivější účinek zatížení na konstrukci.

Rovnoměrné spojitě zatížení UDL působí po celé šířce zatěžovacího pruhu, po délce mostu.

Vozovka je rozdělena do třech zatěžovacích pruhů o šířkách 3,0 m a zbývajících pruhu o šířce 0,5 m.

Komunikace je I. třídy, uvažujeme tedy skupinu pozemních komunikací 1.

Pruh č. 1	TS = <u>300 kN/náprava</u> UDL = <u>9,0 kN/m²</u>
Pruh č. 2	TS = = <u>200 kN/náprava</u> UDL = = <u>6,0 kN/m²</u>
Pruh č. 3	TS = = <u>300 kN/náprava</u> UDL = <u>3,0 kN/m²</u>
Zbývající plocha	TS = <u>0 kN</u> UDL = <u>3,0 kN/m²</u>

BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY PRO MODEL LM1

Brzdnou sílu modelu LM1 se uvažujeme jako sílu podélnou. Působí v úrovni vozovky v ose jakéhokoli zatěžovacího pruhu.

Charakteristická hodnota brzdné síly

$$Q_{lk} = \underline{376,59 \text{ kN}}$$

3.2.2.1.2 MODEL ZATÍŽENÍ 3 (LM3)

Uvažujeme zvláštní vozidlo pro silnice I.třídy. Vozidlo má celkovou tíhu 1800 kN, kdy na jednotlivou nápravu působí 200 kN. Vozidlo má celkově devět náprav v osových vzdálenostech 1,5 m. Dosedací plocha kola je 1,2/0,15 m, kdy mezi dosedacími plochami je mezera 0,3 m.

Dynamický součinitel $\varphi = 1,25$

$$F = 200 \cdot 1,25 = \underline{250 \text{ kN}}$$

$e = 1,5 \text{ m}$ / podélný směr

Vozidlo se pohybuje na mostě v ideální stopě s odchylkou 0,5 m od osy.

BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY PRO MODEL LM3

Model LM3 - 1800/200 se pohybuje rychlostí větší než 5km/h, tak musíme uvažovat brzdné (rozjezdové) síly.

Charakteristická hodnota brzdné síly

$$Q_{lk} = \underline{600 \text{ kN}}$$

3.2.2.2 Zatížení od chodců a cyklistů

Most je navržen s oboustrannými veřejnými chodníky. Je na nich proto uvažováno zatížení od chodců a cyklistů.

Uvažujeme rovnoměrné zatížení $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$

Pro sestavu zatížení gr1 uvažujeme rovnoměrné zatížení $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$

3.2.2.3 Zatížení teplotou

Zatížení konstrukce teplotními změnami uvažujeme rovnoměrnou složkou způsobující protažení nebo zkrácení prvku.

Součinitel teplotní roztažnosti pro ocelo-betonové konstrukce $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$. Výchozí teplota mostu je 10°C .

Základní hodnoty pro lokalitu Ústí u Vsetína jsou odečteny z map maximálních a minimálních teplot vzduchu ve stínu.

Maximální rozsah pro výpočet zkrácení

$$\Delta T_{N,con} = 36 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Maximální rozsah pro výpočet prodloužení

$$\Delta T_{N,exp} = 25,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty

$$\Delta T_N = 61,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

3.3 VÝPOČTOVÝ MODEL

Vnitřní síly pro řešení podélného a příčného řezu nosné konstrukce byly řešeny v programu Scia Engineer.

3D model byl řešen jako skořepinový. Deska byla v příčném směru rozdělena na tři části pro vystihnutí změny tloušťky řezu – lichoběžníková deska. V podélném směru byla deska

rozdělena na 10 částí pro vystihnutí zakřivení. V příčném řezu byl zanedbán sklon a do modelu tak byl příčný řez zjednodušen narovnáním osy.

3.4 VNITŘNÍ SÍLY, KOMBINACE

Vnitřní síly na bodově podepřené desce nemají konstantní průběh, proto jsou síly průměrovány na dané šířce 1 m nad podporami – vnější pruh a pruh mezi podporami – vnitřní pruh. Konstrukce je pak dále řešena v těchto pruzích pro vystihnutí účinků zatížení.

Kombinace vnitřních sil jsou řešeny dle daných rovnic

Kombinace pro MSP

Charakteristická

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Častá

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kvazistálá

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinace pro MSÚ

6.10 a

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

6.10 b

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

3.5 MATERIÁLY

Beton :

- Nosná konstrukce C35/45 – ČSN EN 206-1

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku (10 dní)

$$f_{ck} = 29,4 \text{ Mpa}$$

Střední hodnota pevnost betonu v tahu

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ Mpa}$$

Střední hodnota pevnost betonu v tahu (10 dní)

$$f_{ctm} = 2,8 \text{ Mpa}$$



Modul pružnosti	$E_{cm} = 34 \text{ GPa}$
Modul pružnosti (10 dní)	$E_{cm} = 31,2 \text{ GPa}$
Mezní přetvoření	$\varepsilon_{cu,3} = 3,5 \%$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost	$\alpha_{cc} = 0,9$
Dílčí součinitel spolehlivosti	$\gamma_{cc} = 1,5$
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 21 \text{ MPa}$
- Pilíř, Piloty C20/25 – ČSN EN 206-1	
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Střední hodnota pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_{cm} = 30 \text{ GPa}$
Mezní přetvoření	$\varepsilon_{cu,3} = 3,5 \%$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost	$\alpha_{cc} = 0,9$
Dílčí součinitel spolehlivosti	$\gamma_{cc} = 1,5$
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 12 \text{ MPa}$
Předpínací výztuž	
Předpínací systém firmy VSL International Ltd.	
0,6'' Y1860-S7-15,7-A	
Charakteristická pevnost	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Smluvní mez kluzu	$f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_p = 195 \text{ GPa}$
Plocha lana	$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$
Dílčí součinitel spolehlivosti	$\gamma_p = 1,0$
Betonářská výztuž B500B - ČSN EN 1992-1-1	
Charakteristická pevnost	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Dílčí součinitel spolehlivosti	$\gamma_s = 1,15$



Návrhová pevnost

$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$

3.6 KRYTÍ VÝZTUŽE

ČSN EN 1992-1-1

Krytí výztuže bylo řešeno pro návrhovou životnost konstrukce 100 let, typu konstrukce – desková a konstrukční třídu S5.

Třídy prostředí

Nosná konstrukce

XC4, XF2, XD1

Pilíř

XC4, XF1, XD1

Pilota

XC4

Krytí předpínací výztuže 75 mm

Krytí betonářské výztuže 58 mm, krytí těmínků 50 mm

3.7 NÁVRH PŘEDPĚTÍ

3.7.1 Charakteristika předpínacího systému

Předpínací systém byl navržen v systému VSL.

Předpínací kabely ze sedmidrátových pramenců průměru 15 mm (0,6´´)

Průměr kanálku 62 mm.

Krytí předpínací výztuže 75 mm.

Minimální vzdálenost mezi kanálky :

- vzdálenost krajního kanálku a líce = 40 mm
- světlá vzdálenost mezi vnitřními kanálky = 20 mm
- vzdálenost 80 mm pro vibrování betonu minimálně 1 na 0,5m konstrukce

3.7.2 Návrh předpínací síly a počtu kabelů

Pro návrh předpětí byla použita metoda vyrovnání účinků od stálého zatížení (v našem případě vlastní tíhy, zatížení od monolitických betonových říms, konstrukce vozovky a vybavení mostu). Vyrovnávalo se 80 - 100 % účinků dle metody.

Jelikož je konstrukce podepřena na pilířích rozdělili jsme konstrukci pro vyrovnání předpětí na tři pruhy, které lépe vystihnou průběh zatížení nad podporami. Návrh bude



proveden na konstantní části desky. Dle navrženého vzepětí parabol pak budou předpínací kabely vedeny i v části s proměnným průřezem s omezením dle krytí.

Předpětí je nahrazeno ekvivalentem parabolicky vedeného kabelu. Ekvivalent byl zaveden do výpočtového programu a přes jednotkové zatížení se hledalo řešení předpětí, z kterého vyplynulo vedení kabelu (vzepětí parabol), počet kabelů a předpínací síla.

Návrh počtu kabelů:

- Vnější pás 8 kabelů po 7 lanech
- Vnitřní pás 8 kabelů po 7 lanech

Trasování kabelu :

Hodnoty byly určeny dle předpisů výrobce.

- Minimální přímá vzdálenost za kotvou = 1,0 m
- Minimální poloměr zakřivení kabelu = 4,19 m
- Zakřivení nad podporou = 1,042 m

Trasování kabelů také ovlivňují použité kotvy a předpínací lisy. Pro kabel 6-7 byla navržena kotva VSL EC a napínací lis ZPE 12ST2(II). Kdy rozmístění kotev v čele prvku ovlivňovali minimální hodnoty osových vzdáleností kotev a osová vzdálenost kotvy od hrany průřezu.

Kabely byly v poli trasovány dle vyrovnaní zatížení pomocí ekvivalentu.

Kabely vnějšího pásu :

- vzepětí $f_1 = 0,2$
- vzepětí $f_2 = 0,4$

Kabely vnitřního pásu :

- vzepětí $f_1 = 0,2$
- vzepětí $f_2 = 0,45$

Kabely byly směrem k čelu rozpleteny kvůli rovnoměrnějšímu namáhání čela prvku.

Kabely byly vedeny v průřezu symetricky. Nad podporou je vedeno - 5 kabelů/m a v poli pak 3 kabely/m.

3.8 ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ

Pro posouzení konstrukce bylo nejprve nutné vyřešit ztráty při předpínání konstrukce t_0 a ztráty předpětí vznikající v čase t_∞ . Určí se tak průběh předpínací síly po délce kabelu a v čase pro posudky použitelnosti a únosnosti.

Časový průběh výstavby

Intervaly :

- ukončení ošetřování betonu	7 dní
- předepnutí nosníku po vybetonování t_0	10 dní
- zatížení svrškem t_g	1 měsíc
- uvedení do provozu	9 měsíců
- konečný okamžik pro relaxaci	57 let
- ukončení provozu t_∞	100 let

Vzhledem k předpínání v čase $t < 28$ dní dojde ke změně materiálových charakteristik betonu.

Vzhledem k vedení kabelů byly ztráty řešeny na dvou průměrných kabelech. Jeden kabel byl vybrán ze skupiny kabelů vnitřního pásu a jeden z vnějšího pásu. Hodnoty ztrát byly řešeny v polovině prvního pole, v podpoře a v polovině druhého pole.

Krátkodobé ztráty

Ztráta třením mezi kabelem a stěnami kabelového kanálku
Ztráta pokluzem v kotvě
Ztráta postupným předpínáním
Ztráta krátkodobou relaxací

Dlouhodobé ztráty

Ztráta smršťováním betonu
Ztráta pružným přetvořením od ostatního stálého zatížení
Ztráta dlouhodobou relaxací
Ztráta dotvarováním betonu

3.8.1 Krátkodobé ztráty

3.8.1.1 Ztráta třením, pokluzem a krátkodobou relaxací

Ztráty byly řešeny v programu Scia Engineer. Kabel byl zadán pomocí zdrojové geometrie v rovinách XY a YZ, kdy byly souřadnice kabelu odečteny pro průměrný kabel pro vnitřní a vnější pás. Kabel byl zadán jako dodatečně předepnutý kabel se soudržností, který je napínán z obou konců. Součinitel tření byl určen dle normy pro lana v hodnotě $\mu = 0,19$ a koeficient nezamýšlených úhlových změn $k = 1,0 \times 10^{-3}$

Pokluz v kotvě je dle výrobce 6 mm.

3.8.1.2 Ztráta postupným napínáním

Ztráta postupným napínáním byla řešena dle vzorce $\sigma_{pel} = E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t_0)}{E_{cm}(t)} \right]$, kdy se započítal vliv předpětí, vlastní tíhy a počtu kabelů.

3.8.1.3 Celkové krátkodobé ztráty

Celkové ztráty pro vnitřní kabel

$$\text{Pole1} = \sigma_{psl} (L1/2) + \sigma_{pel} = 1370 - 13,5 = 1357 \text{ (91\%)} \dots\dots\dots P_{m,0}(L1/2) = 4275 \text{ kN}$$

$$\text{Podpora} = \sigma_{psl} (L1) + \sigma_{pel} = 1400 - 20,6 = 1380 \text{ (93 \%)} \dots\dots\dots P_{m,0}(L2) = 4347 \text{ kN}$$

$$\text{Pole2} = \sigma_{psl} (L2/2) + \sigma_{pel} = 1327 - 18 = 1309 \text{ (88\%)} \dots\dots\dots P_{m,0}(L2/2) = 4123 \text{ kN}$$

Celkové ztráty pro vnější kabel

$$\text{Pole1} = \sigma_{psl} (L1/2) + \sigma_{pel} = 1357 - 30 = 1327 \text{ (89\%)} \dots\dots\dots P_{m,0}(L1/2) = 6967 \text{ kN}$$

$$\text{Podpora} = \sigma_{psl} (L1) + \sigma_{pel} = 1343 - 42,75 = 1300 \text{ (87 \%)} \dots\dots\dots P_{m,0}(L2) = 6825 \text{ kN}$$

$$\text{Pole2} = \sigma_{psl} (L2/2) + \sigma_{pel} = 1305 - 38 = 1267 \text{ (85 \%)} \dots\dots\dots P_{m,0}(L2/2) = 6652 \text{ kN}$$

3.8.2 Dlouhodobé ztráty

3.8.2.1 Ztráty smršťováním betonu

Bylo počítáno smešťování vysycháním a autogenní smršťování.obvod pro vysychání je 1,0 m a doba ošťřování betonu je 7 dní.

Ztráty pro vnitřní pás

$$\langle t_g, t_0 \rangle : \Delta \sigma_{ps}(t_g) = -2,09 \text{ MPa}$$

$$\langle t_\infty, t_0 \rangle : \Delta \sigma_{ps}(t_\infty) = -26,7 \text{ MPa}$$

Ztráty pro vnější pás

$$\langle t_g, t_0 \rangle : \Delta\sigma_{ps'(tg)} = -2,09 \text{ MPa}$$

$$\langle t_\infty, t_0 \rangle : \Delta\sigma_{ps'(t_\infty)} = -26,7 \text{ MPa}$$

3.8.2.2 Ztráty pružným přetvořením

Jedná se o přírůstek, ne o ztrátu předpětí.

Ztráty pro vnitřní pás

- Pole 1 $\Delta\sigma_{pel,g1} = 1,25 \text{ Mpa}$
- Podpora $\Delta\sigma_{pel,g1} = 12,5 \text{ Mpa}$
- Pole 2 $\Delta\sigma_{pel,g1} = 9,4 \text{ Mpa}$

Ztráty pro vnější pás

- Pole 1 $\Delta\sigma_{pel,g1} = 1,4 \text{ Mpa}$
- Podpora $\Delta\sigma_{pel,g1} = 23,4 \text{ Mpa}$
- Pole 2 $\Delta\sigma_{pel,g1} = 7,1 \text{ Mpa}$

3.8.2.3 Ztráty dotvarováním betonu

Ztráty pro vnitřní pás

- Pole1 $\sigma_{c,Qp(t0)} = -6 \text{ Mpa}$
 $\sigma_{c,Qp(tg)} = 0,23 \text{ Mpa}$
- Podpora $\sigma_{c,Qp(t0)} = -11 \text{ Mpa}$
 $\sigma_{c,Qp(tg)} = 2,4 \text{ Mpa}$
- Pole 2 $\sigma_{c,Qp(t0)} = -9,7 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c,Qp(tg)} = 1,7 \text{ Mpa}$

Ztráty pro vnější pás

- Pole1 $\sigma_{c,Qp(t0)} = -12,3 \text{ Mpa}$
 $\sigma_{c,Qp(tg)} = 0,26 \text{ Mpa}$
- Podpora $\sigma_{c,Qp(t0)} = -16,2 \text{ Mpa}$
 $\sigma_{c,Qp(tg)} = 3,6 \text{ Mpa}$
- Pole 2 $\sigma_{c,Qp(t0)} = -14,7 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c,Qp(tg)} = 1,3 \text{ Mpa}$

3.8.2.4 Ztráty relaxací předpínací výztuže

Ztráty pro vnitřní pás

- Pole 1 $\Delta\sigma_{pr(ta,t\infty)} = - 63 \text{ MPa}$
- Podpora $\Delta\sigma_{pr(ta,t\infty)} = - 67 \text{ MPa}$
- Pole 2 $\Delta\sigma_{pr(ta,t\infty)} = - 52 \text{ MPa}$

Ztráty pro vnější pás

- Pole 1 $\Delta\sigma_{pr(ta,t\infty)} = - 60 \text{ MPa}$
- Podpora $\Delta\sigma_{pr(ta,t\infty)} = - 75 \text{ MPa}$
- Pole 2 $\Delta\sigma_{pr(ta,t\infty)} = - 51 \text{ MPa}$

3.8.2.5 Celkové dlouhodobé ztráty

Ztráty pro vnitřní pás

- Pole 1 9,1 % $P_{m\infty} = 3884 \text{ kN}$ $\sigma_{pm\infty} = 1233 \text{ MPa}$
- Podpora 9,1 % $P_{m\infty} = 3953 \text{ kN}$ $\sigma_{pm\infty} = 1255 \text{ MPa}$
- Pole 2 8,9 % $P_{m\infty} = 3758 \text{ kN}$ $\sigma_{pm\infty} = 1193 \text{ MPa}$

Ztráty pro vnější pás

- Pole 1 9,0 % $P_{m\infty} = 6337 \text{ kN}$ $\sigma_{pm\infty} = 1207 \text{ MPa}$
- Podpora 11,0 % $P_{m\infty} = 6064 \text{ kN}$ $\sigma_{pm\infty} = 1155 \text{ MPa}$
- Pole 2 12,5 % $P_{m\infty} = 5817 \text{ kN}$ $\sigma_{pm\infty} = 1108 \text{ MPa}$

3.8.3 Rekapitulace ztrát předpětí

Ztráty pro vnitřní pás

	$\sigma_{pm0} [\text{ Mpa }]$	$P_{m0} [\text{ kN }]$	$\sigma_{pm\infty} [\text{ Mpa }]$	$P_{m\infty} [\text{ kN }]$
Pole 1	1357	4275	1233	3884
Podpora	1380	4347	1255	3953
Pole 2	1309	4123	1193	3758

Ztráty pro vnější pás

	$\sigma_{pm0} [\text{ Mpa }]$	$P_{m0} [\text{ kN }]$	$\sigma_{pm\infty} [\text{ Mpa }]$	$P_{m\infty} [\text{ kN }]$
Pole 1	1327	6967	1207	6337
Podpora	1300	6825	1155	6064
Pole 2	1267	6652	1108	5817

Ztráty byly pro návrh předpětí odhadovány v hodnotách 10% krátkodobé ztráty a 15% dlouhodobé ztráty. V posouzení se pak hodnota krátkodobých ztrát pohybuje od 9-15 % , tedy o 5 % více oproti návrhu a dlouhodobé pak v rozmezí 9-12,5 %.

3.9 MSP – MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

3.9.1 OMEZENÍ NAPĚTÍ

- řešeno časy t_0 , t_∞
- výpočet proveden na ideálním průřezu
- předpínací síla $P_{kt} = r \cdot P_{mt}$, $r = r_{inf} = r_{sup} = 1,0$, je uvažováno s prováděním měření předpínací síly

3.9.1.1 Napětí v betonu

Konstrukce byla posouzena na mezní napětí v betonu, která jsou omezena dle normy:

- Tlaková napětí v betonu $< 0,6 f_{ck}$ pro charakteristickou kombinaci zatížení
- Tlaková napětí v betonu $< 0,45 f_{ck}$ pro kvazistálou kombinaci zatížení
- Tahová napětí v betonu $< f_{ctm}$

Předpokladem řešení je i splnění podmínky dekomprese pro časté hodnoty zatížení.

$$\sigma_{c1,2} = \frac{N_{pk}}{A_{cr}} + \frac{M_{pk \cdot z_1}}{I_{cr}} + \frac{M_{fk \cdot z_1}}{I_{cr}} < \text{podmínka}$$

3.9.1.1.1 Hodnoty napětí v betonu pro vnitřní pás konstrukce

Pole1

- charakteristická kombinace, čas t_∞ , $|\sigma_c| < 0,6 f_{ck}$, omezení napětí v tlaku

$\sigma_{c1} = -1,1 \text{ MPa} < -21 \text{ MPa}$	vyhovuje
--	----------

$\sigma_{c2} = -11 \text{ MPa} < -21 \text{ MPa}$	vyhovuje
---	----------

- kvazistálá kombinace, čas t_∞ , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$, hledisko lineárního dotvarování

$\sigma_{c1} = -6,65 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa}$	vyhovuje
--	----------

$\sigma_{c2} = -5,49 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa}$	vyhovuje
--	----------

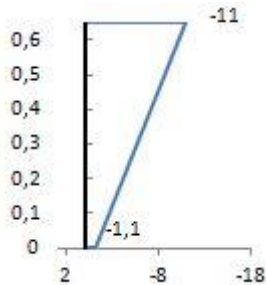
- vlastní tíha, čas t_0 , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$

$\sigma_{c1} = -8,75 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa}$	vyhovuje
--	----------

$\sigma_{c2} = -4,62 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa}$ vyhovuje

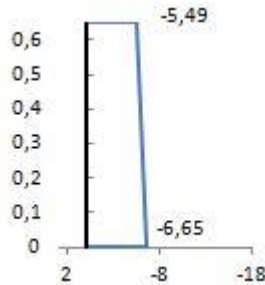
charakteristická kombinace

t, ∞



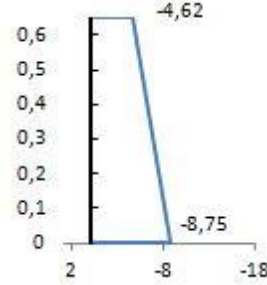
kvazistálá kombinace

t, ∞



vlastní tíha

$t, 0$



Podpora

- charakteristická kombinace, čas t, ∞ , $|\sigma_c| < 0,6 f_{ck}$, omezení napětí v tlaku

$\sigma_{c1} = -13,25 \text{ MPa} < -21 \text{ MPa}$ vyhovuje

$\sigma_{c2} = 1,03 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$ vyhovuje

- kvazistálá kombinace, čas t, ∞ , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$, hledisko lineárního dotvarování

$\sigma_{c1} = -5,9 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa}$ vyhovuje

$\sigma_{c2} = -6,41 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa}$ vyhovuje

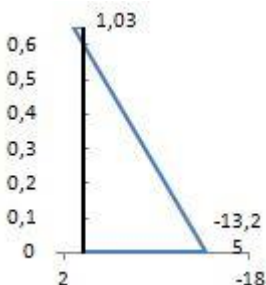
- vlastní tíha, čas $t, 0$, $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$

$\sigma_{c1} = -2,51 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa}$ vyhovuje

$\sigma_{c2} = -11,16 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa}$ vyhovuje

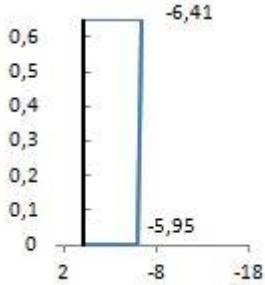
charakteristická kombinace

t, ∞



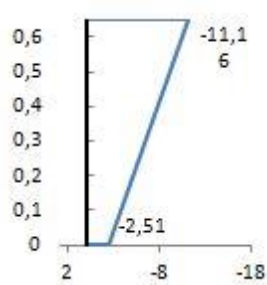
kvazistálá kombinace

t, ∞



vlastní tíha

$t, 0$



Pole 2

- charakteristická kombinace, čas t_∞ , $|\sigma_c| < 0,6 f_{ck}$, omezení napětí v tlaku

$$\sigma_{c1} = 1,6 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -4,27 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- kvazistálá kombinace, čas t_∞ , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$, hledisko lineárního dotvarování

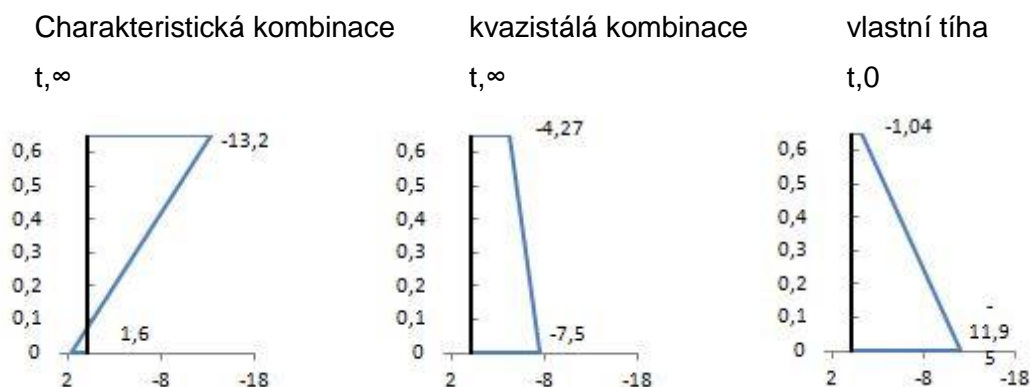
$$\sigma_{c1} = -7,5 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -4,27 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- vlastní tíha, čas t_0 , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$

$$\sigma_{c1} = -11,95 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -1,04 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$



3.9.1.1.2 Hodnoty napětí v betonu pro vnější pás konstrukce

Pole1

- charakteristická kombinace, čas t_∞ , $|\sigma_c| < 0,6 f_{ck}$, omezení napětí v tlaku

$$\sigma_{c1} = -7,28 \text{ MPa} < -21 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -12,82 \text{ MPa} < -21 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- kvazistálá kombinace, čas t_∞ , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$, hledisko lineárního dotvarování

$$\sigma_{c1} = -13,56 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -6,78 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- vlastní tíha, čas t_0 , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$

Vzhledem k nevyhovujícím hodnotám omezení napětí došlo k návrhu postupného předpětí kabelů, v čase t_0 dojde nad podporou k předepnutí jen 3 kabelů. Zbytek kabelů se dopadne po vnesení ostatního stálého zatížení.

$$\sigma_{c1} = -8,57 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -4,71 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Charakteristická kombinace

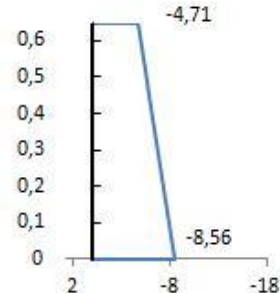
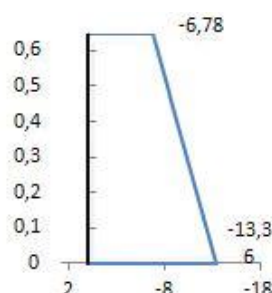
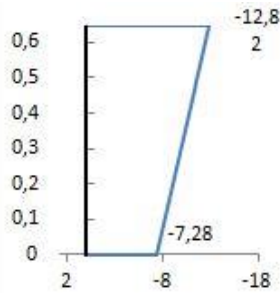
kvazistálá kombinace

vlastní tíha

t, ∞

t, ∞

$t, 0$



Podpora

- charakteristická kombinace, čas t, ∞ , $|\sigma_c| < 0,6 f_{ck}$, omezení napětí v tlaku

$$\sigma_{c1} = -20,41 \text{ MPa} < -21 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = 1,45 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- kvazistálá kombinace, čas t, ∞ , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$, hledisko lineárního dotvarování

$$\sigma_{c1} = -7,9 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -11,39 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- vlastní tíha, čas $t, 0$, $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$

$$\sigma_{c1} = -5,26 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -7,70 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Charakteristická kombinace

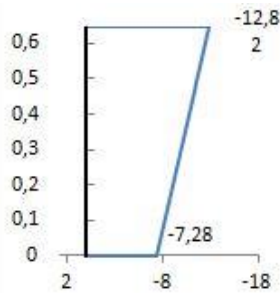
kvazistálá kombinace

vlastní tíha

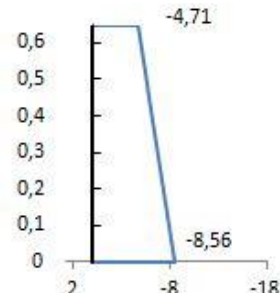
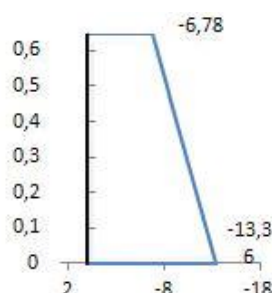
t, ∞

t, ∞

$t, 0$



2



Pole

- charakteristická kombinace, čas t, ∞ , $|\sigma_c| < 0,6 f_{ck}$, omezení napětí v tlaku

$$\sigma_{c1} = -3,44 \text{ MPa} < -21 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -15,4 \text{ MPa} < -21 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- kvazistálá kombinace, čas t_∞ , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$, hledisko lineárního dotvarování

$$\sigma_{c1} = -13,11 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -6,01 \text{ MPa} < -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

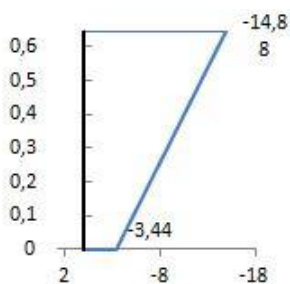
- vlastní tíha, čas t_0 , $|\sigma_c| < 0,45 f_{ck}$

$$\sigma_{c1} = -8,68 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -4,04 \text{ MPa} < -13,23 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

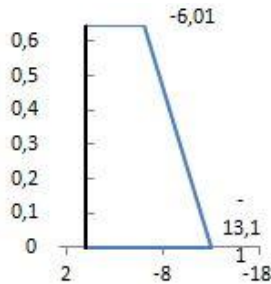
Charakteristická kombinace

t, ∞



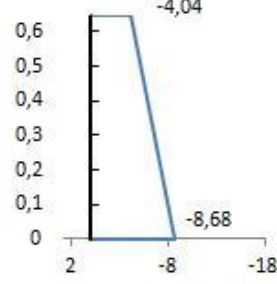
kvazistálá kombinace

t, ∞



vlastní tíha

$t, 0$



3.9.1.2 Napětí ve výztuži

3.9.1.2.1 Hodnoty napětí ve výztuži pro vnitřní pás konstrukce

Pole1

- čas t_0 , $\sigma_{pm,t0} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t0} = 1357 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- čas t_∞ , $\sigma_{pm,t\infty} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t\infty} = 1233 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Podpora

- čas t_0 , $\sigma_{pm,t0} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t0} = 1380 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- čas t_∞ , $\sigma_{pm,t\infty} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t\infty} = 1255 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Pole 2

- čas t_0 , $\sigma_{pm,t0} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t0} = 1309 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- čas t_∞ , $\sigma_{pm,t\infty} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t\infty} = 1193 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

3.9.1.2.2 Hodnoty napětí ve výztuži pro vnější pás konstrukce

Pole1

- čas t_0 , $\sigma_{pm,t0} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t0} = 1327 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- čas t_∞ , $\sigma_{pm,t\infty} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t\infty} = 1207 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Podpora

- čas t_0 , $\sigma_{pm,t0} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t0} = 1300 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- čas t_∞ , $\sigma_{pm,t\infty} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t\infty} = 1155 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Pole 2

- čas t_0 , $\sigma_{pm,t0} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t0} = 1367 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

- čas t_∞ , $\sigma_{pm,t\infty} < 0,75 f_{pk}$

$$\sigma_{pm,t\infty} = 1108 \text{ MPa} < 0,75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

3.9.1.3 Omezení trhlin

$$w_k \leq w_{\max}$$

dle stupně prostředí konstrukce, w_{\max} – dekomprese pro častou kombinaci, $|\sigma_{c1}| < 0$

3.9.1.3.1 Hodnoty napětí pro vnitřní pás konstrukce

Pole 1

$$\sigma_{c1} = -2,99 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Podpora

$$\sigma_{c2} = -2,04 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Pole 2

$$\sigma_{c1} = -1,55 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

3.9.1.3.2 Hodnoty napětí pro vnější pás konstrukce

Pole1

$$\sigma_{c1} = -10,02 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Podpora

$$\sigma_{c1} = -4 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Pole2

$$\sigma_{c1} = -1,3 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

3.9.1.4 Omezení průhybu

Průhyb konstrukce se posuzoval pro časté hodnoty od zatížení dopravou.

- průhyb od LM1+UDL = 17,305 mm < 36,76 mm
- průhyb od LM3 = 23,1 < 36,76 mm

3.10 MSÚ – OHYBOVÝ MOMENT**3.10.1 PODÉLNÝ SMĚR**

- posouzení řešíme v místě podpory v obou pásech a v poli 2 v místě menší předpínací síly - vnitřního pásu, čas t^∞
- krytí betonářské výztuže = 58 mm
- třmínky návrh 8,0 mm

Podpora – vnitřní pás

- Dle ohybové únosnosti není třeba navrhovat dodatečnou betonářskou výztuž, výztuž jsme navrhli dle konstrukčních zásad minimálního vyztužení.

$$M_{Rd} = 975 \text{ kNm} > M_{ed} = 795,43 \text{ kNm} \quad \text{vyhovuje (81 \%)}$$

- Návrh $\varnothing 16 / 200 \rightarrow A_s = 10,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
- Posouzení $A_s = 10,05 \cdot 10^{-4} > A_{st,min} = 9,71 \cdot 10^{-4} \quad \text{vyhovuje}$

- Výztuž tlačného povrchu

$$A_{sreq} = 1,3 \cdot 10^{-4} \quad \rightarrow \quad \varnothing 8 / 200 \rightarrow A_s = 2,51 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Pole 2 – vnitřní pás

- Dle ohybové únosnosti není třeba navrhovat dodatečnou betonářskou výztuž, výztuž jsme navrhli dle konstrukčních zásad minimálního vyztužení.

$$M_{Rd} = 1136 \text{ kNm} > M_{ed} = 793 \text{ kNm} \quad \text{vyhovuje (70\%)}$$

- Návrh $\varnothing 16 / 200 \rightarrow A_s = 10,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
- Posouzení $A_s = 10,05 \cdot 10^{-4} > A_{s,min} = 9,71 \cdot 10^{-4}$ vyhovuje
- Výztuž tlačného povrchu

$$A_{sreq} = 1,3 \cdot 10^{-4} \quad \rightarrow \quad \varnothing 8 / 200 \rightarrow A_s = 2,51 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Podpora – vnější pás

- Dle ohybové únosnosti není třeba navrhovat dodatečnou betonářskou výztuž, výztuž jsme navrhli dle konstrukčních zásad minimálního vyztužení.

$$M_{Rd} = 1297 \text{ kNm} > M_{ed} = 1209 \text{ kNm} \quad \text{vyhovuje (93\%)}$$

- Návrh $\varnothing 16 / 200 \rightarrow A_s = 10,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
- Posouzení $A_s = 10,05 \cdot 10^{-4} > A_{s,min} = 9,71 \cdot 10^{-4}$ vyhovuje
- Výztuž tlačného povrchu

$$A_{sreq} = 1,3 \cdot 10^{-4} \quad \rightarrow \quad \varnothing 8 / 200 \rightarrow A_s = 2,51 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

3.10.2 PŘÍČNÝ SMĚR

Výztuž příčného směru byla navržena nad výztuží podélného směru. Návrh byl vždy posouzen na konstrukční zásady minimálního vyztužení, míry vyztužení, kontrolu přetvoření výztuže.

Pole 1 – dolní povrch

$$\text{návrh } \varnothing 16 / 160 \rightarrow A_s = 12,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$M_{ed} = 285 \text{ kNm} < M_{rd} = 306 \text{ kNm} \quad \text{vyhovuje (93 \%)}$$

Pole 1 – horní povrch

$$\begin{array}{lcl} \text{návrh } \varnothing 8 / 160 \rightarrow A_s = 3,14 * 10^{-4} \text{ m}^2 & > A_{s, \text{req}} = 1,7 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\ & > A_{0,13} = 1,63 * 10^{-4} \text{ m}^2 & \text{vyhovuje} \end{array}$$

Podpora – horní povrch

$$\begin{array}{lcl} \text{návrh } \varnothing 20 / 140 \rightarrow A_s = 22,44 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\ M_{\text{ed}} = 510 \text{ kNm} < M_{\text{rd}} = 546 \text{ kNm} & & \text{vyhovuje (94 \%)} \end{array}$$

Podpora – dolní povrch

$$\begin{array}{lcl} \text{návrh } \varnothing 16 / 140 \rightarrow A_s = 14,36 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\ M_{\text{ed}} = 322 \text{ kNm} < M_{\text{rd}} = 343 \text{ kNm} & & \text{vyhovuje (94 \%)} \end{array}$$

Pole 2 – dolní povrch

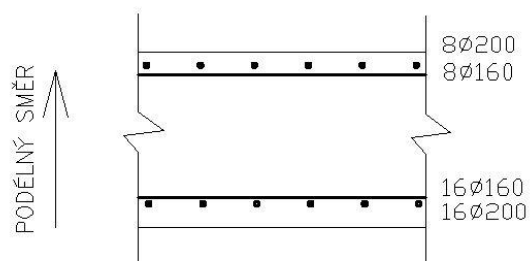
$$\begin{array}{lcl} \text{návrh } \varnothing 16 / 140 \rightarrow A_s = 14,36 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\ M_{\text{ed}} = 320 \text{ kNm} < M_{\text{rd}} = 343 \text{ kNm} & & \text{vyhovuje (93 \%)} \end{array}$$

Pole 2 – horní povrch

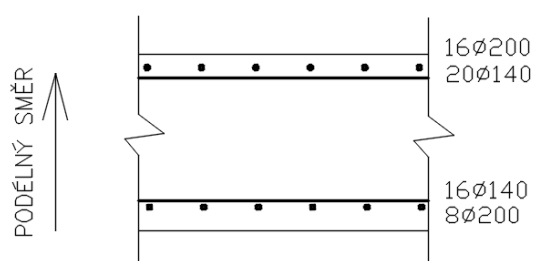
$$\begin{array}{lcl} \text{- návrh } \varnothing 8 / 140 \rightarrow A_s = 3,59 * 10^{-4} \text{ m}^2 & > A_{s, \text{req}} = 2,8 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\ & > A_{0,13} = 1,87 * 10^{-4} \text{ m}^2 & \text{vyhovuje} \end{array}$$

3.10.3 REKAPITULACE

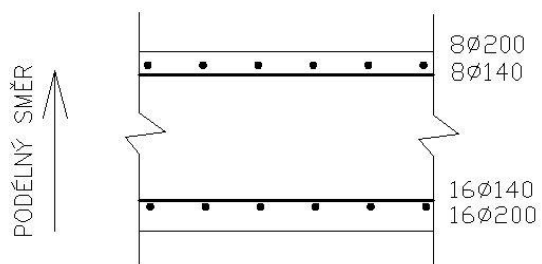
POLE 1



PODPORA



POLE 2



3.11 MSÚ – POSOUVAJÍCÍ SÍLA

3.11.1 PODÉLNÝ SMĚR

Návrh únosnosti ve smyku se provedl nad podporou v čase t_{∞}

Posouzení provedeme ve vzdálenosti d od uložení. Jako kontrolní průřez vyhodnotíme i napětí v průřezu $2d$ od líce uložení.

Nejprve se provedlo rozhodnutí, zda je průřez porušen/neporušen trhlinou.

$$\sigma_{c1,2} = \frac{N_{p'd}}{A_{cr}} + \frac{N_{p'd} \cdot e(x)}{W_{cr}} + \frac{M_{fd}}{W_{cr}}$$

Trhliny v posuzovaném průřezu nevzniknou, posoudíme průřez s větší posouvající silou.

$$V_{rd,c} = 1453,7 > V_{ed} = 523 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

$$V_{rd,c} = 1453,7 \text{ kN} < V_{rd,max} = 5182 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

Návrh smykové výztuže byl proveden dle konstrukčních zásad

$$\text{návrh spon } \varnothing 8 \rightarrow A_s = 0,50 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\rho_w = 8,94 \cdot 10^{-4} > \rho_{w,min} = 5,233 \cdot 10^{-4} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\text{počet kusů / m}^2 = 18 \text{ kusů} < \min 9 \text{ kusů spon na m}^2 \quad \text{vyhovuje}$$

3.11.2 PŘÍČNÝ SMĚR

$$V_{rd,c} = 258 \text{ kN} < V_{ed} = 535 \text{ kN} \quad \text{nevyhovuje, nutný návrh smykové výztuže}$$

$$\text{Návrh spon } \varnothing 8 = 0,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$V_{rds} = 679 \text{ kN} > V_{ed} = 535 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\rho_w = 1,79 \cdot 10^{-3} > \rho_{w,min} = 5,233 \cdot 10^{-4} \quad \text{vyhovuje}$$

$$s_l = 140 \text{ mm} < s_{l,max} = d = 562 \text{ mm} \quad \text{vyhovuje}$$

$$s_t = 200 \text{ mm} < s_{t,max} = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 562 = 843 \text{ mm} \quad \text{vyhovuje}$$

3.12 POSOUZENÍ KOTEVNÍ OBLASTI

V oblasti vnesení předpínací síly do konstrukce – kotevní oblasti je napětí nelineární. Kotevní oblast je namáhána příčnými tlaky a tahy, které je nutné vyšetřit. Příčné tlaky jsou příznivými účinky, příčné tahy musí být přeneseny navrženou výztuží.

3.12.1 OBLAST POD KAŽDOU KOTVOU

Pro oblast pod každou kotvou se příčné tahy, které způsobují podélné trhliny ve směru působení předpínací síly, přenesou spirálovou výztuží dle výrobce předpínacího systému.

Základní přidružený hranol

- Hranoly musí ležet uvnitř prvku ,ale mohou se překrývat

$$c = 0,299 \text{ m}$$

$$1,57 < 1,98 \quad \text{vyhovuje}$$

Štěpná síla

- Posouzení spirály výrobce

Průměr spirály $\varnothing 14$, počet závitů $n = 5$, $A_{s1} = 1,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$A_s = 15,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s, \text{req}} = 7,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{vyhovuje}$$

$$A_{s1} = 15,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s, \text{min}} = 11,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{vyhovuje}$$

$$F_{rd} = 2 \cdot 1,54 \cdot 10^{-4} \cdot 5 \cdot 250 \cdot 10^6 = 385 \text{ N} \geq T_{bu} = 171 \text{ N} \quad \text{vyhovuje}$$

3.12.2 OBLAST POVRCHU ČELA PRVKU

Oblast povrchu čela prvku je namáhána tahovými silami, které způsobují odprískávání povrchové vrstvy betonu – návrh výztuže tzv. pavouk

$$A_{sp} = 2,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_s = 1,876 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{vyhovuje}$$

Navrženou výztuž pro svislý směr použijeme i na směr vodorovný.

3.13 VÝZTUŽ PROTI RADIÁLNÍM SILÁM ROZPLETU

Vzhledem k rozpletu kabelů směrem k čelu prvku vzniká komplikovanější půdorysné vedení kabelů. Dle vedení navrhne na působení radiálních sil doplňkovou výztuž.

Návrh $\rightarrow 8 \times 2\phi 20$

Výztuž povedeme u horního i dolního povrchu

3.14 VRUBOVÝ KLOUB

Uložení nosné konstrukce v polích je navrženo pomocí vrubových kloubů.

Vrubové spojení nosné konstrukce a pilířů vznikne oslabením pilíře pod nosnou konstrukcí dvěma vruby.

Řešení vrubové klouby vede na příhradovou analogii.

Návrh geometrie kloubu

Šířka sloupu $a = 600 \text{ mm}$

Šířka krčku $b = a/4 - a/3 = 150 - 200 \text{ mm} \rightarrow \text{návrh } 200 \text{ mm}$

Výška krčku $\rightarrow \text{návrh } 20 \text{ mm}$

3.14.1 PŮSOBENÍ REAKCE

Vrubový kloub přenáší svislé síly pomocí příčných tlaků vniklých v místě oslabeného průřezu vruby. Vznikající příčné taky se přenesou pomocí navržených třmínků.

Pro výpočet maximální reakce jsme zahrnuli vliv předpětí v čase t_0 a t_∞ . Zjistili jsme příspěvek od zaoblení předpínacích kabelů nad podporou. Na zjištěnou maximální sílu jsme provedli návrh třmínků.

Celková síla na pro návrh třmínků $917,8 \text{ kN}$

Návrh $\rightarrow 10$ dvoustřížných třmínků $\phi 12 \quad A_s = 22,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$H_{\text{prov}} = 982,6 \text{ kN} > H^d = 917,8 \text{ kN}$ vyhovuje

3.14.2 PŮSOBENÍ POSOUVAJÍCÍ SÍLY

Posouvající sílu způsobující usmyknutí vrubu řešíme z vodorovných sil působících na vozovce. Do výpočtu zahrnujeme působení rozjezdových a brzdných sil vozidel TS a LM3 v příslušné kombinaci. Šikmé výztuži přisoudíme i tahové reakce.

Sklon šikmých zkřížených výztuží je navržen 35° od svislice.

Celková síla na zkříženou výztuž $427,88 \text{ kN}$

Návrh $\rightarrow 4\phi 18 \quad A_s = 10,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$N_{\text{ed}} = 442,6 \text{ kN} > V_{\text{ed}} = 427,88 \text{ kN}$ vyhovuje

3.15 ULOŽENÍ KONSTRUKCE NA OPĚRY

3.15.1 LOŽISKA

Konstrukce je na opěrách uložena na sérii šesti elastomerových ložisek ze sortimentu firmy Helmos – výrobce Cedron.

Ložiska jsou navržena na působící sílu 575,72 kN

Půdorysné roměry	Stavební výška	Výška gumy	Maximální zatížení	Maximální posun	Natočení	
axb	c	T	Fz	v = +-	a	b
[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[%]	[%]
200x250	52	37	625	25,9	12	10

3.15.2 PŘÍČNÍK

Pro výztuž podporového příčnicku byl využit systém modelu S&T, kdy se navrhla výztuž při horním a podním povrchu příčnicku a smyková výztuž v podobě třmínků.

Výztuž horního povrchu : Návrh $\rightarrow 4\phi 16 \quad A_s = 8,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Výztuž dolního povrchu : Návrh $\rightarrow 4\phi 16 \quad A_s = 8,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Výztuž smyková : třmínky $\phi 8$ – 4 stříhy

Návrh $\rightarrow 4 \times 4\phi 8 \quad A_s = 9,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

3.16 DILATACE KONSTRUKCE

Pro základní představu o dilatačních pohybech se provedl výpočet dilatace od objemových změn. Dilatační délka konstrukce je polovina délky nosné konstrukce. Na obou opěrách mostu ložiska umožňují dilataci nosné konstrukce.

Dilatační pohyb od teploty

$\Delta l_t = 0,0095 \text{ m}$

$\Delta l_t = - 0,01226 \text{ m}$

Dilatační pohyb od dotvarování

$\Delta l_{cc} = -0,01146 \text{ m}$

Dilatační pohyb od smršťování

$$\Delta l_{cs} = -0,0036 \text{ m}$$

Kombinace

Zkrácení konstrukce = teplota + dotvarování + smršťování + 10% přírůstek od pootočení

$$\Delta l = -0,01226 - 0,01146 - 0,0036 = -0,03005 \text{ m}$$

$$\Delta l = -30 \text{ mm}$$

Prodloužení konstrukce = teplota

$$\Delta l^+ = 9,5 \text{ mm}$$

3.17 ZÁVĚR PRŮVODNÍ ZPRÁVY STATICKÝM VÝPOČTEM

Cílem práce byl návrh přemostění přes řeku a cyklostezku ve městě Ústí u Vsetína. Ze tří studií, byla vybrána varianta spojitě třípolové deskové konstrukce lichoběžníkového průřezu. Konstrukce byla řešena jako dodatečně předepjatá.

Konstrukce byla modelována v programu Scia Engineer pomocí skořepinových prvků. Byla dělena na dílčí části pro vystihnutí zakřivení konstrukce v půdorysu.

Pro vystihnutí proměnného průběhu momentů vlivem bodového podepření v polích se konstrukce pro návrh a posouzení rozdělila na tři podélné části – podporové pruhy a pruh mezi podporami.

Předjetí bylo navrženo metodou vyrovnání účinků stálého zatížení. Kabely předpětí byly řešeny jako průběžné a jsou vedeny ve střední části desky. U čel prvku byl navržen rozplet kabelů pro rovnoměrnější namáhání čel.

Zatížení na konstrukci bylo řešeno dle EN a do výpočtu se zahrnula zatížení stálá a proměnná od dopravního zatížení. Jako stálá zatížení se uvažovala zatížení vlastní tíhou konstrukce, zatížení monolitickými betonovými římsami, skladbou vozovky a zábradlím. Proměnné zatížení od dopravy se řešilo v závislosti na třídě komunikace. Pro silnici I. třídy jsme uvažovali zatížení sestavou gr1a vystihující běžnou dopravní situaci a zatížení sestavou gr5, která do zatížení zavádí pojezd mostu zvláštním vozidlem 1800/200. Na římsách jsou navrženy veřejné chodníky, a proto jsme uvažovali proměnné zatížení od chodců. Proměnné zatížení teplotou se uvažovalo jen rovnoměrné pro základní pohled na dilatace konstrukce.

Program Scia Engineer byl využit pro výpočet vnitřní sil a pro řešení krátkodobých ztrát kabelu – ztrátu třením, pokluzem v kotvě a krátkodobou relaxací předpínací výztuže. Ztráta

postupným předpínáním a dlouhodobé ztráty - dotvarováním, smršťováním a dlouhodobou relaxací výztuže se řešily ručním výpočtem.

Posouzení konstrukce bylo provedeno dle mezních stavů použitelnosti a únosnosti.

V mezním stavu použitelnosti se konstrukce posuzovala uprostřed rozpětí pole 1, nad podporou a uprostřed rozpětí pole 2. Posuzovalo se napětí v betonu, ve výztuži a průhyb konstrukce. Napětí v betonu se posuzovalo v čase napínání a v čase životnosti konstrukce. Byly splněny podmínky pro tlakové napětí v betonu $60\% f_{ck}$, pro lineární dotvarování betonu $45\% f_{ck}$ i tahová napětí v betonu omezené hodnotou f_{ctm} . Konstrukce také vyhověla na podmínku dekomprese v časté hodnotě zatížení pro posudek omezení trhlin. Napětí ve výztuži nepřekročilo povolené hodnoty $0,75\% f_{yk}$. Průhyb konstrukce byl posuzován pro časté hodnoty zatížení dopravou a vyhověl hodnotě $L/600$.

V mezním stavu únosnosti pak byla konstrukce posuzována na působení ohybového momentu a normálové síly v podélném směru, kde dle posudků byla ve všech řezech navržena pouze konstrukční výztuž. Posudky byly počítány v obou pruzích nad podporou a ve vnitřním pruhu pole 2. V příčném směru byla na působící ohybové momenty v poli 1, nad podporou a v poli 2 navržena betonářská výztuž.

Působení posouvající síly bylo posuzováno v místě podpěry s maximálními účinky zatížení. V podélném směru byly smykové spony navrženy pouze konstrukčně. V příčném směru pak byla navržena smyková výztuž.

V posudku kotev se posoudila spirála výrobce na působení příčných tahů a do čela prvku se navrhla betonářská výztuž.

V posudku se také navrhla výztuž na působení radiálních sil od rozpletu kabelů u čel prvku.

Navrhla se výztuž příčnicku a ložiska, pro uložení konstrukce na opěry.

Provedl se také návrh vrubového kloubu a navrhla se zkřížená výztuž na vykrytí posouvající síly a tahové reakce a třmínky pro vykrytí příčných tahů v uložení.



4 ZÁVĚR TEXTOVÉ ČÁSTI

Cílem práce byl návrh přemostění přes řeku a cyklostezku ve městě Ústí u Vsetína.

V první fázi projektu se dle poskytnutých podkladů vypracovaly studie variant řešení (část P1. Použité podklady a varianty řešení) a po posouzení základních požadavků na konstrukci byla vybrána varianta lichoběžníkové desky. Na danou variantu byl proveden návrh a posudek nosné konstrukce (část P4. Statický posudek) a vybraná varianta byla doplněná o výkresovou dokumentaci (část P2. Výkresová dokumentace). V poslední části projektu se řešil postup výstavby a vizualizace konstrukce (část P3. Postup výstavby a vizualizace).

Konstrukce vyhověla na mezní stav únosnosti i použitelnosti.



5 POUŽITÁ LITERATURA

- ČSN EN 1990. *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*, Český normalizační institut, 2004. 44s.
- ČSN EN 1992-1-1. *Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006. 210s.
- ČSN EN 1991-2. *Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 152s.
- NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.
- NEČAS, Radim. *Zatížení mostů dle evropských norem (EN)*. Přednáška [online]. Dostupné z: <http://www.necasradim.cz/BL12/prednasky/TISK%2002%20-%20Zatizeni%20mostu%20EN.pdf>

INTERNETOVÉ STRÁNKY

Systém předpínání firmy VSL

<http://www.vsl.cz/dodatecne-predpinani/1-predpinaci-systemy/>

Firma HELMOS

<http://helmos.cz/produkty/elastomerova-loziska>

Firma RW Primo - příslušenství mostů s.r.o.

<http://www.reisnerwolff.cz/main.php>

Firma ACO Stavební prvky spol. s r.o.

Dostupné z: <http://www.aco.cz/34-mostni-odvodneni.html>

Firma Doka

Dostupné z: <http://www.doka.com/web/home/index.cz.php>

Zákon pro lidi

Dostupné z : www.zakonyprolidi.cz

SOFTWARE

Autodesk AutoCAD 2015

Advance Concrete 2015

Scia Engineer 15.1

Excel 2007

Word 2007



6 SEZNAM PŘÍLOH

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresy

P3. Stavební postup a vizualizace

P4. Statický výpočet